

変動流量汙過における急速汙過池の汙過水量に関する研究

金 成 英 夫*・山 田 慎 吾**

Study on the Quantity of Filtrate of the Rapid Sand Filter at a Valiable Filtration Rate

By Hideo Kanari* and Shingo Yamada**

Synopsis: This paper deals with head losses of filter and quantity of filtrate, based on the experimental results for advanced sewerage treatment. This paper makes it clear that the total head loss of filter is affected largely by increase of accumulation of filtrate and that the acumulated volume of filtrate is affected significantly by the head loss of filtrate conduit.

要旨: 下水の三次処理としての急速汙過池の損失水頭と汙過水量について、独立型カスケード流入で、変動汙過の場合について実験結果をもとに検討を加えた。その結果、汙過水量が増すにしたがって、汙過速度が変化した場合の損失水頭の変動量が大きくなることを明らかにした。また、汙過水管渠等の損失水頭の影響を大きく受けることを示した。

1. 緒 論

下水の三次処理としての急速汙過は、二次処理水の一部を汙過する部分汙過の場合を除けば、汙過水量が時刻とともに変化する変動流量汙過(以下、変動汙過という)を行なわなければならない場合がほとんどである。すなわち、下水処理場に流入する下水量が時刻とともに変化するため、二次処理水量もこれにともなって変動する。したがって、二次処理施設と三次処理施設との間に、大きな流量調整池等の施設がなければ、急速汙過池の汙過水量は時刻とともに変動させる必要がある。

上水道の場合、水質基準が厳しいこともあり、定量汙過を行なってきている。しかし、本研究で取り扱っている三次処理としての急速汙過では、汙過水水質に上水道ほどの厳しい条件が付けられていないことが多いため、変動汙過が可能となる。

前報では、定量汙過の場合の汙過水量は、汙過水管渠等(支持砂利+下部集水装置+汙過水管路、水路等)の損失水頭の影響を大きく受けることを示した。そこで、

本研究は汙過水量が時刻とともに変動する変動汙過における汙過速度と損失水頭について、実験結果をもとに検討を加えたものである。

2. 急速汙過池

二次処理水の急速汙過に用いた汙過池のフローシートおよび汙過池断面は前報に示してある¹⁾。汙過池は2層汙層とし、上層にアンスラサイトおよび下層に珪砂をそれぞれ、0.65 m および0.35 m の厚さに充填した。これらの汙材の粒径加積曲線を図-1に、有効径および均等係数を表-1に示す。

汙層は逆流洗浄によって、沈降速度の大きい粒子が下層に、一方、沈降速度の小さい粒子は上層に分級する。図-2は汙過池に汙材を充填し、10回程度逆流洗浄を繰り返した後に、汙層の汙材を採取し、深さ方向10 cm ごとに採取した汙材をふるい分けし、汙材の平均径と均等係数を示したものである。汙層深度60~70 cm 付近で、汙材の平均径と均等係数とも大きく変化している。これは、この付近の深度で汙材がアンスラサイトと珪砂とに分れていることを示しているものである。

汙層下部の支持砂利層は5層とし、各層の厚さおよび砂利の粒径を表-2に示す。下部集水装置は有孔ブロック型で、開孔比(集水孔総面積/汙過面積)は0.65%で

*土木工学科 教授 工学博士

Professor, Civil Engineering Division, Dr. of Engineering.

**工学部土木工学科 技術職員

Technical Staff, Civil Engineering Division

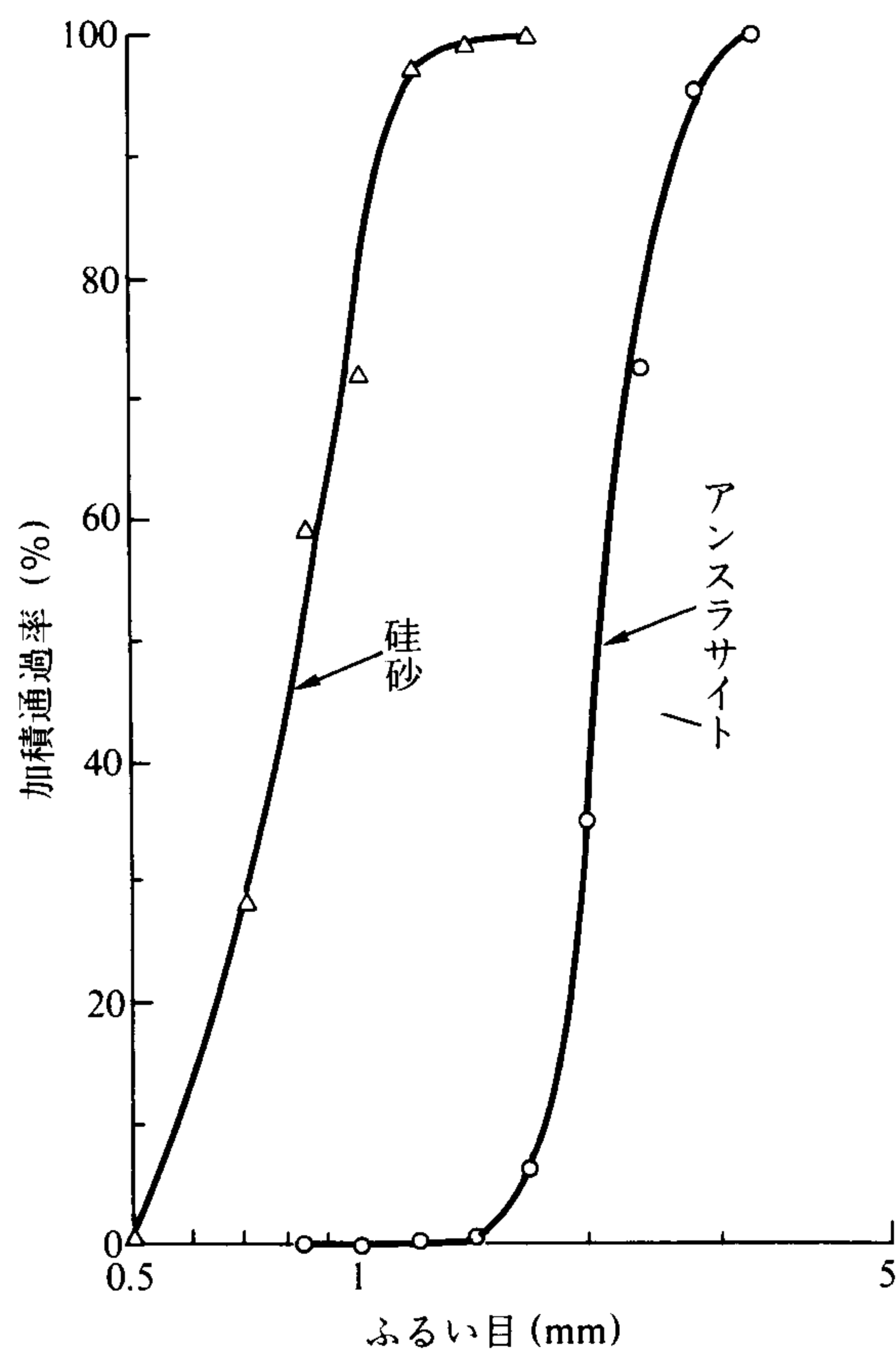


図-1 濾材の粒径加積曲線

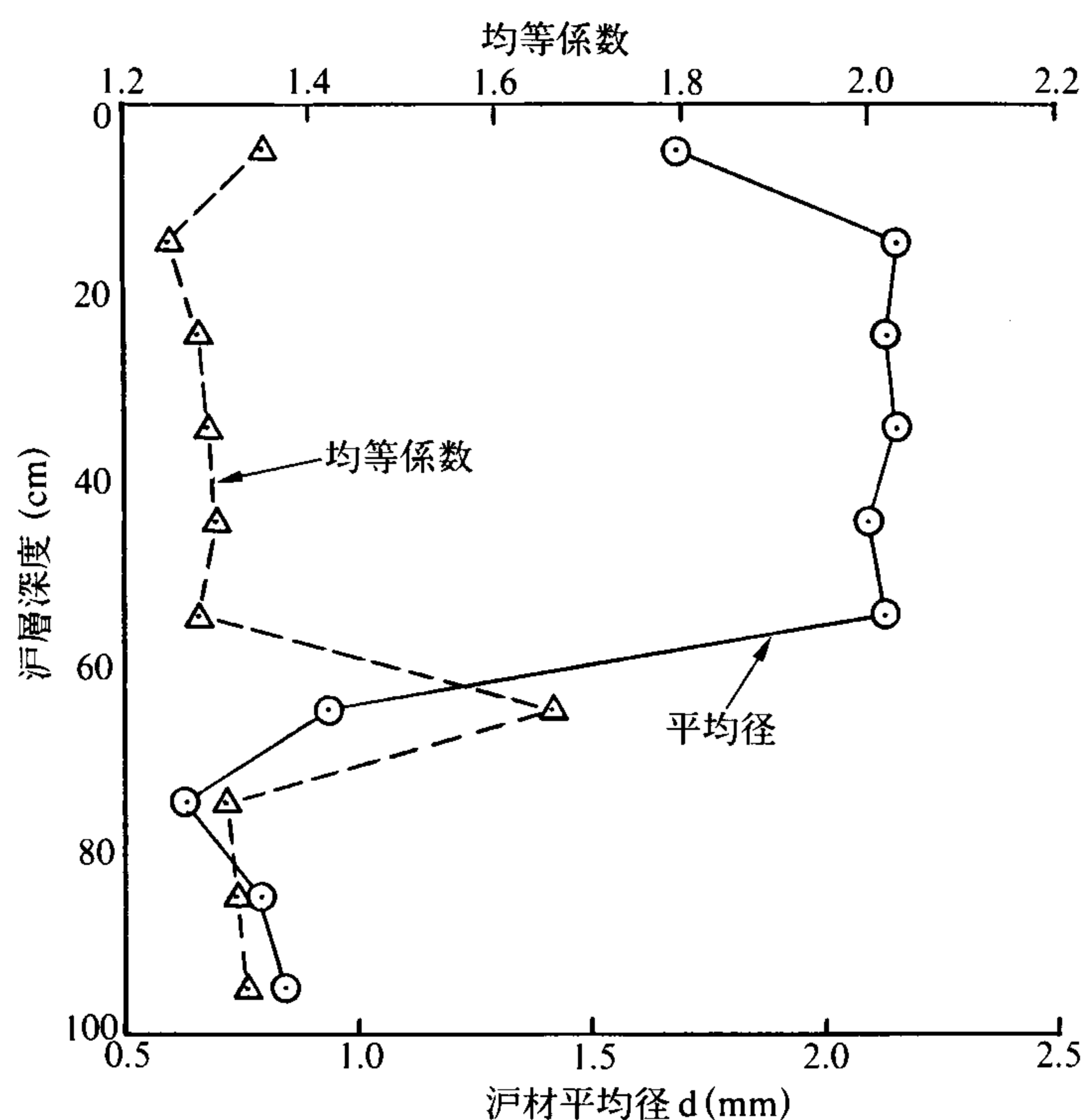


図-2 濾層深度と濾材の平均径および均等係数

ある。

濾過面積は流量設定器で任意に設定できる。本研究では、図-3に示す濾過速度比で検討した。ここで、濾過速度比は次の式で計算した。すなわち、

$$\text{濾過速度比} = \frac{V}{V_{\text{ave}}} \quad (1)$$

V : 任意の時刻の濾過速度 (m/日)

表-1 濾材の有効径、均等係数および比重

項目	有効径 (mm)	均等係数	比 重
アンスラサイト	1.75	1.27	1.45
硅 砂	0.60	1.43	2.65

表-2 支持砂利層の構成

層 No.	項目	粒径 (mm)	層厚 (mm)
1 層		2~5	70
2 層		5~10	70
3 層		10~20	70
4 層		20~30	70
5 層		30~60	120

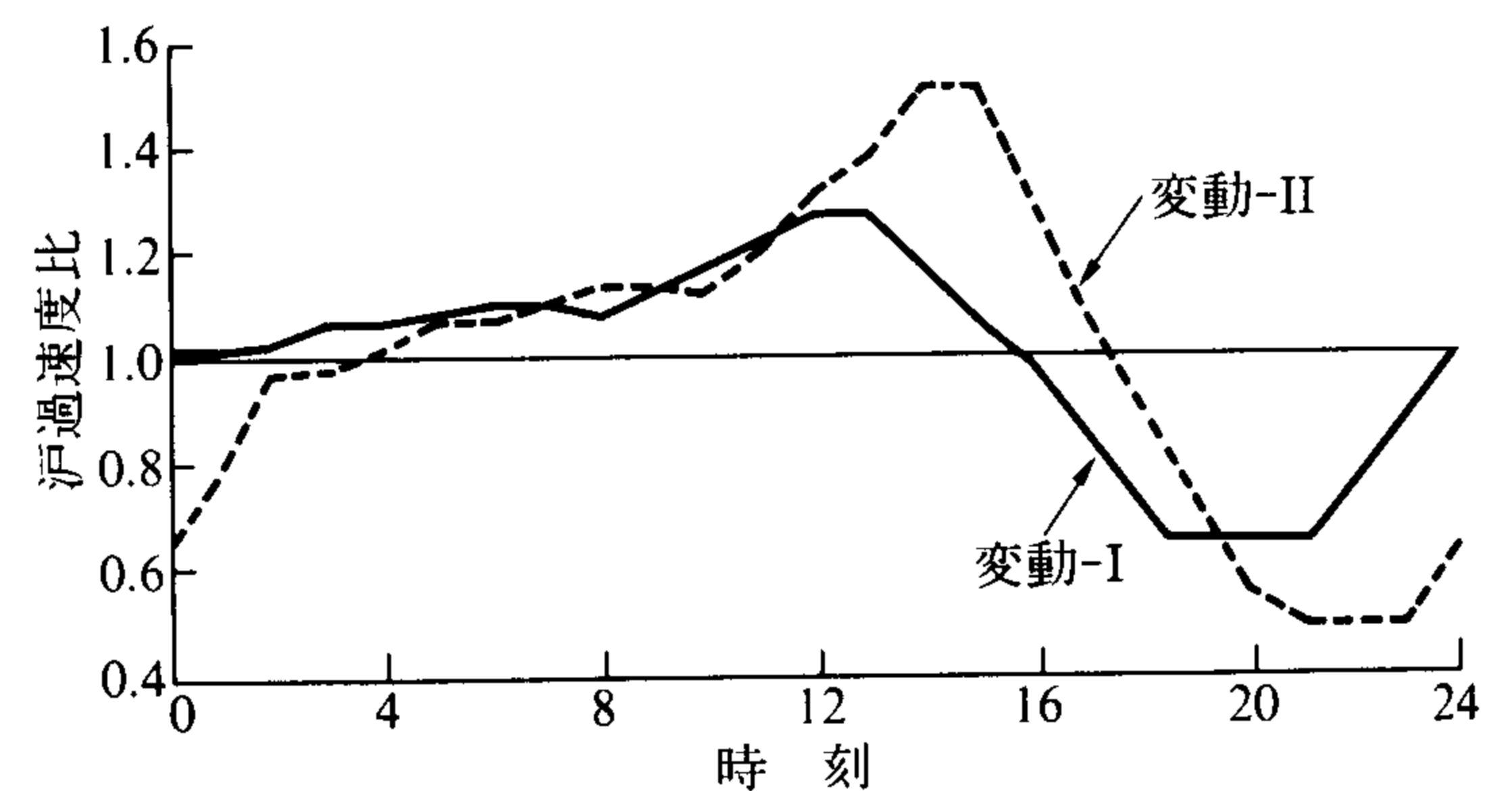


図-3 変動濾過の濾過速度比

V_{ave} : 1日平均濾過速度 (m/日)

3. 濾過池の損失水頭

3.1 はじめに

下水の三次処理に用いる濾過方式は前報¹⁾に示すように、自然平衡型濾過が適しているとされている²⁾。すなわち、自然平衡型濾過とは、流量調節弁は設けず、流出側出口を濾層表面より高くすることによって流出量を設定値に保つもので、流入量と流出量とが自然に平衡する構造としたものである。自然平衡型濾過池の例を図-4に示す。

3.2 全損失水頭

自然平衡型濾過池の全損失水頭は、前報に示したように¹⁾、

$$H = h_B + h_G + h_C + h_P \quad (2)$$

H : 全損失水頭 (m)

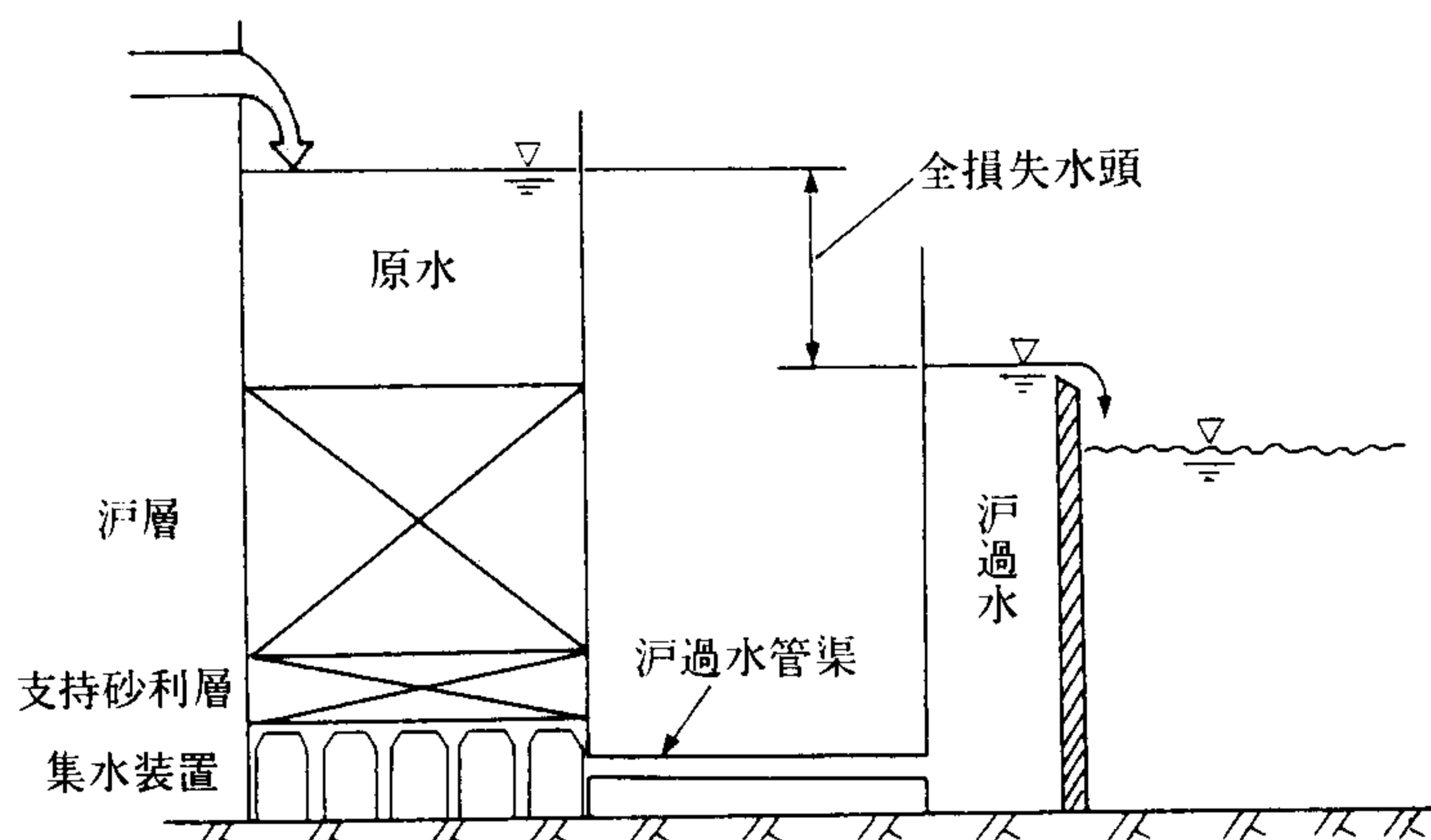
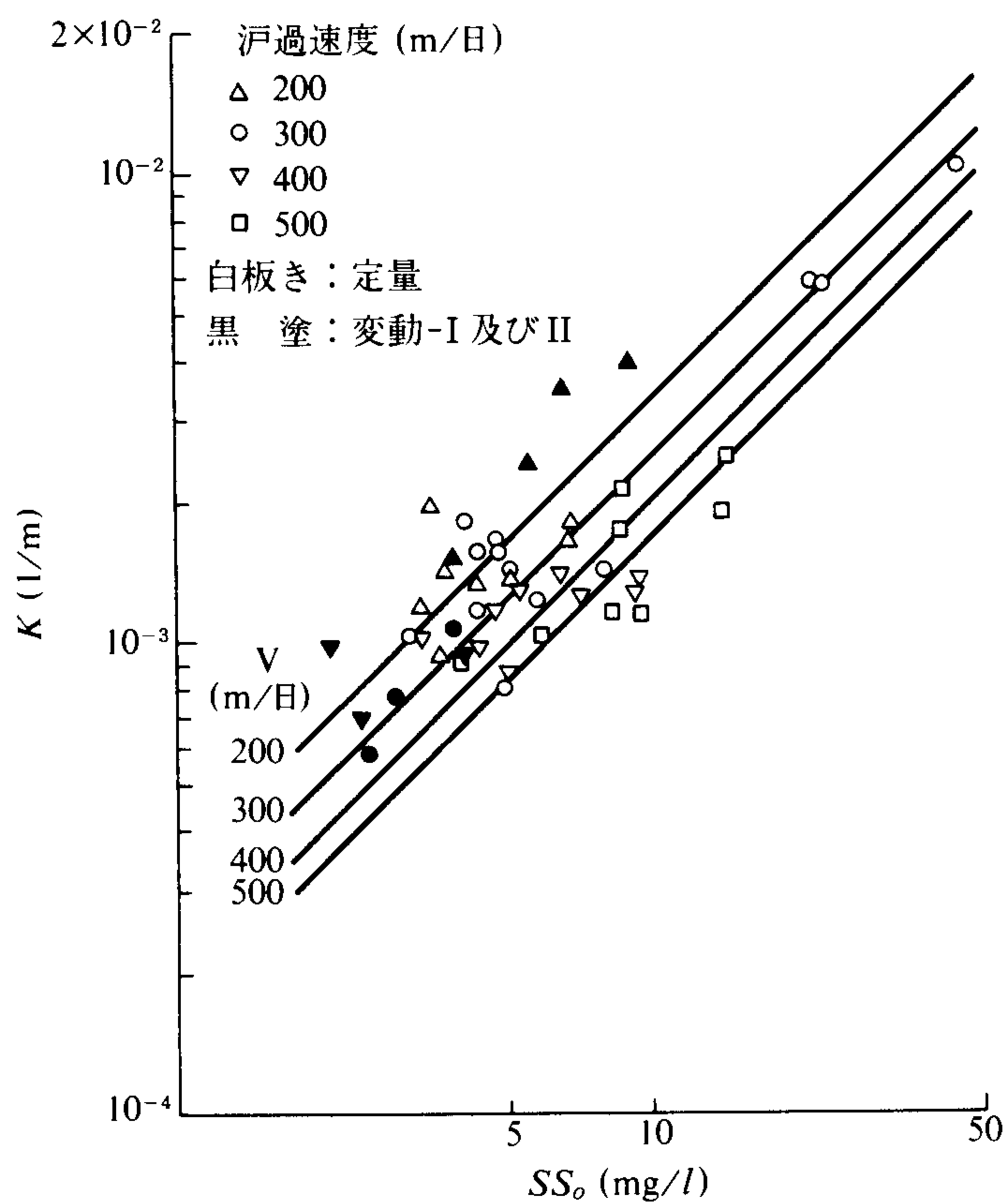


図-4 自然平衡型汙過池


 図-5 原水 SS と K との関係

h_B : 汙層の損失水頭 (m)

h_G : 支持砂利層の損失水頭 (m)

h_C : 下部集水装置の損失水頭 (m)

h_P : 汙過水管路, 水路等の損失水頭 (m)

で表わせる。ここで, h_G , h_C および h_P は汙過池の設計条件と汙過速度のみによって決まる値であり, 汙過速度の関数となる。したがって, (2)式を書き換えて,

$$H = h_B + H_P \quad (3)$$

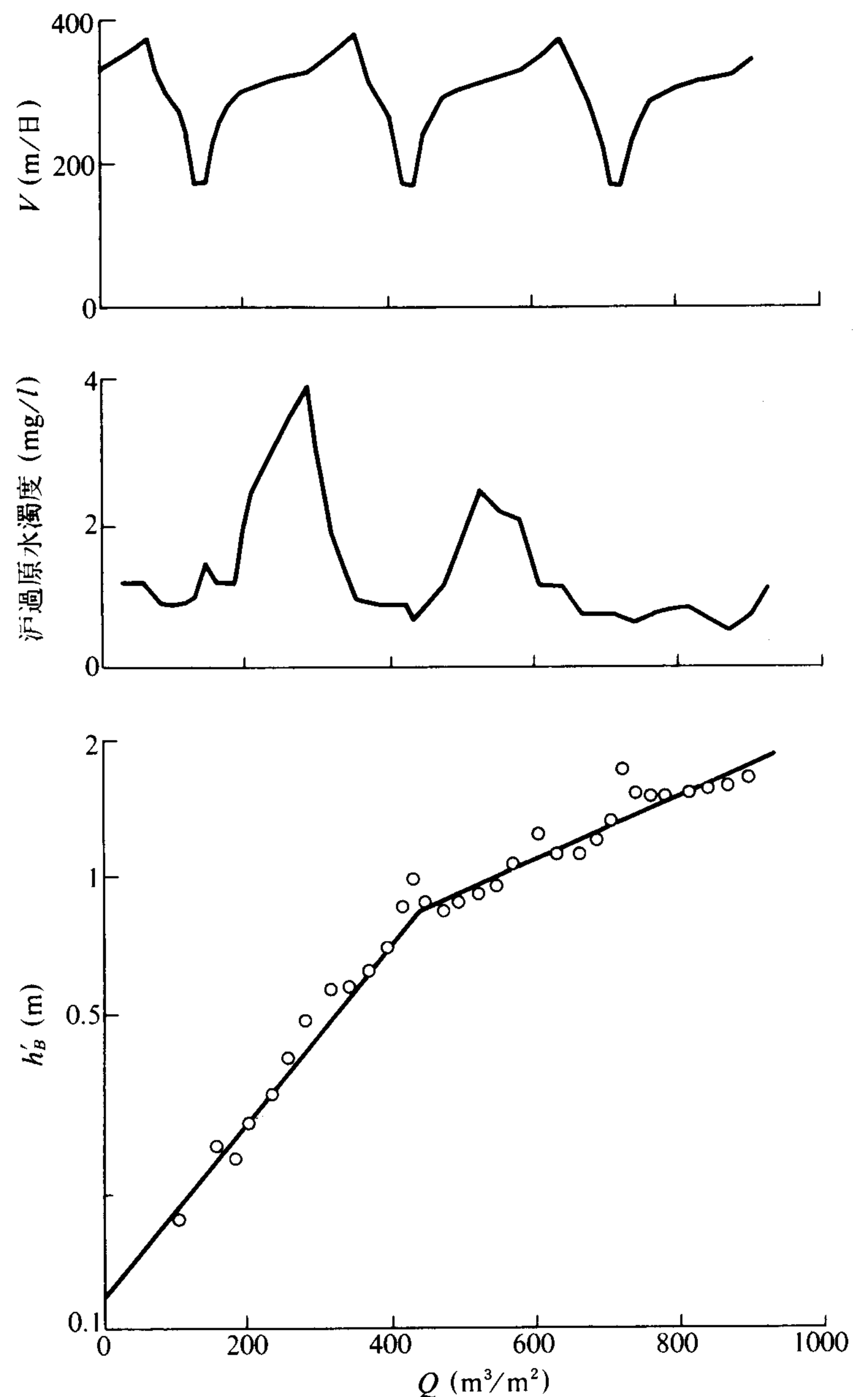
ここで,

$$H_P = h_G + h_C + h_P \quad (4)$$

H_P : 汙過水管渠等の損失水頭

とすることができる。

汙過の継続とともに全損失水頭が大きくなるのは, 捕


 図-6 変動汙過の汙過水量と汙層の損失水頭
(変動-I, $V_{ave}=300$ m/日)

捉した浮遊物の目詰まりによって, 汙層の損失水頭が増加するためである。

3.3 浮遊物の捕捉にともなう汙層の損失水頭

浮遊物を捕捉している汙層の損失水頭の計算には, いくつかの公式が提案されているが, 今のところ, 実用に供しうる式はないので, 前報に示した関係式を用いることとする¹⁾。すなわち, 本実験装置における汙層の損失水頭は,

$$\log h_B = \log h_0 + K \cdot Q \quad (5)$$

h_B : 累積汙過水量 Q (m^3/m^2) における汙層の損失水頭 (m)

h_0 : 汙層の初期損失水頭 (m)

K : 定数 (1/m)

と表わすことができる。図-5 は汙過原水 SS と (5) 式の K との関係を示したものである。ここで, 図-5 の黒塗

りのプロットは変動汙過である。この場合、汙過速度が時刻とともに変わるため、次式で平均汙過速度に換算した汙層の損失水頭を用いている。

$$h_B = h_B' \times \frac{V_{ave}}{V} \quad (6)$$

h_B : 1日平均汙過速度 V_{ave} に換算した汙層の損失水頭 (m)

h_B' : 汙過速度 V (m/日) における汙過の損失水頭 (m)

図-6は変動汙過における汙層の損失水頭 h_B ((6)式で求めたもの)を示したものである。ここで、累積汙過水量 $450 \text{ m}^3/\text{m}^2$ 付近から直線の傾きが低下しているのは、汙過原水濁度 (SS_0) が小さくなったためである。この図に見られるように、汙過速度が大きく変化しても、平均汙過速度に換算した汙層の損失水頭は、累積汙過水量との間に直線関係があり、定量汙過の場合と同じように取り扱うことができる。

図-5から、汙過原水 SS と K との関係は、変動汙過の場合を含めて、

$$K = 1.8 \times 10^{-2} \times \frac{SS_0}{V^{0.75}} \quad (8)$$

SS_0 : 汙過原水 SS (mg/l)

V : 汙過速度 (変動汙過の場合, $V = V_{ave}$, m/日)

で表わせる。

3.4 汙過速度と損失水頭

図-7は汙過持続時間と全損失水頭との関係を本実験装置で実測した一例を示したものである。全損失水頭は汙過速度の影響を大きく受けている。この図から、汙過速度が最大の場合の全損失水頭と最小のそれとの差、および全損失水頭の増加率は、汙過持続時間 (累積汙過水量) が大きくなるにしたがって増大しているのが認められる。次に、この原因について考察する。

(1) 汙過水管渠等の損失水頭

汙過水管渠等の損失水頭は(4)式に示すように、支持砂利層、下部集水装置および汙過水管路、水路等の損失水頭の和である。

支持砂利層の損失水頭 h_G は、Fair-Hatchの式で計算できる。すなわち、

$$h_G = 0.178 \frac{C_D}{g} \frac{v^2}{\epsilon_0^4} \frac{\alpha}{\beta} \frac{L}{d} \quad (8)$$

ここで、 $R_e \geq 1$ の場合 ($R_e = d \cdot v \cdot \rho / \mu$)

$$C_D = \frac{24}{R_e} + \frac{3}{\sqrt{R_e}} + 0.34$$

$R_e < 1$ の場合、

$$C_D = \frac{24}{R_e}$$

μ : 粘性係数 (g/cm·sec)

ρ : 密度 (g/cm³)

g : 重力加速度 (cm/sec²)

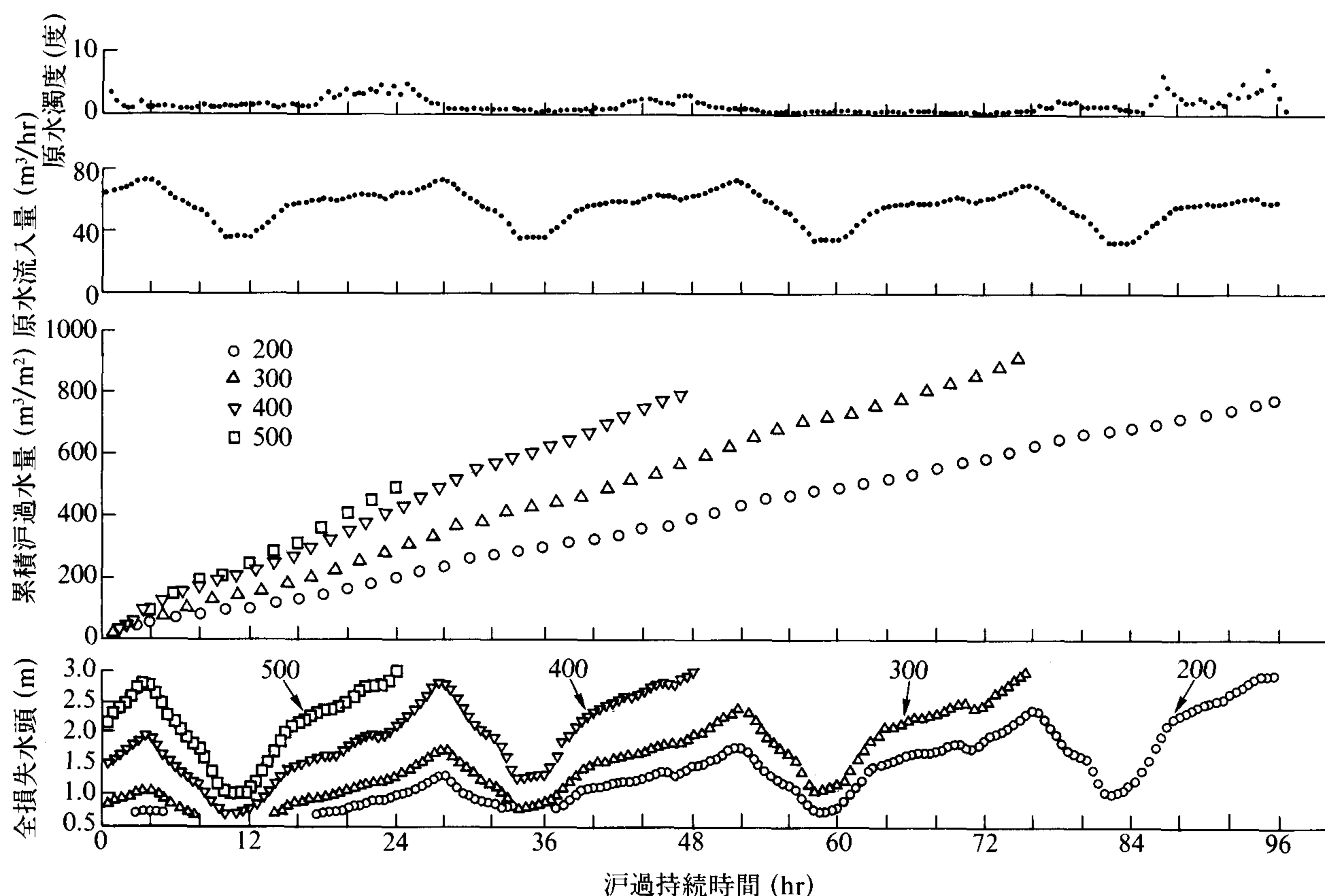


図-7 汙過持続時間と全損失水頭 (変動-I, 図中の数字は平均汙過速度 m/日)

表-3 汭過水管渠等の損失水頭

汭過速度 (m/日)	損 失 水 頭 (m)		
	h_G	h_C	h_P
200	4.7×10^{-4}	9.9×10^{-3}	0.32
300	8.0×10^{-4}	2.2×10^{-2}	0.65
400	1.2×10^{-3}	3.9×10^{-2}	1.1
500	1.6×10^{-3}	6.2×10^{-2}	1.6

d : 砂粒径 (cm)

v : 汭過速度 (cm/sec)

L : 汭層の厚さ (cm)

ϕ : 砂の形状係数 (=0.70~0.85)

ε_0 : 空隙率 (=0.40~0.50)

$\alpha/\beta=5.5\sim5.7$

本研究に用いた汭過池の汭過速度と支持砂利層の Re 数との関係は図-8 のようになる。下水の三次処理では、汭過速度は少なくとも100 m/日以上であるので、乱流領域の C_D 値を用いが必要がある。

下部集水装置の損失水頭 h_C は、次式で計算できる。

$$h_C = \frac{v^2}{2gC^2\beta^2} \quad (9)$$

C : 流量係数

β : 開孔比

表-3 は本実験装置の場合の汭過水管渠等の損失水頭を示したものである。支持砂利層の損失水頭を基準にすると、これ以外の損失水頭との比は、

$$h_G : h_C : h_P = 1 : 20 \sim 40 : 600 \sim 1200$$

となる。ここで、下部集水装置は損失水頭が小さい方が経済的であるので、できるだけ損失水頭の小さい装置を用いるのが大切であるとされている³⁾。図-9 は下部集水装置の損失水頭の実測値である。最近開発された低損失水頭の有孔ブロックを用いると、損失水頭は本実験装置の場合の1/2程度となる。次に、汭過水管路、水路等の損失水頭は、設計条件によっては、表-3 の数分の1まで削減できる。しかし、いずれにしても、汭過水管渠等の損失水頭 H_P は、そのほとんどが、汭過水管路、水路等の損失水頭 h_P で占められている。

以上のことから、汭過水管渠等の損失水頭は汭過速度のみの関数となり、乱流領域であるので、汭過速度のほぼ2乗に比例する。

(2) 汭層の損失水頭

汭層内の流れは、土砂粒の間隙を完全に充たして重力の下に運動する地下水の流動と同じと考えられる。流れ

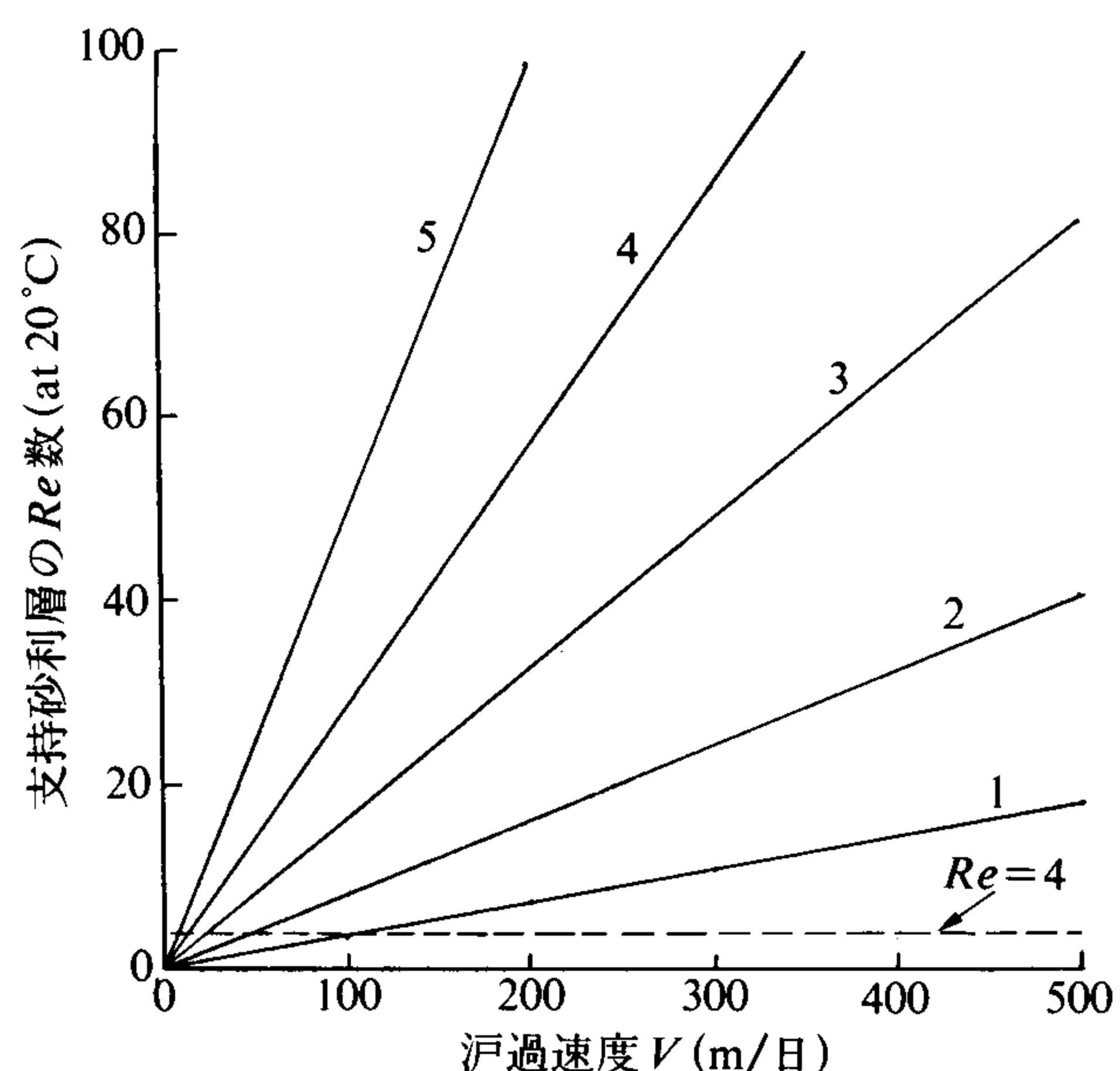


図-8 汭過速度と支持砂利層のレイノルズ数 (図中の数字は支持砂利層 No)

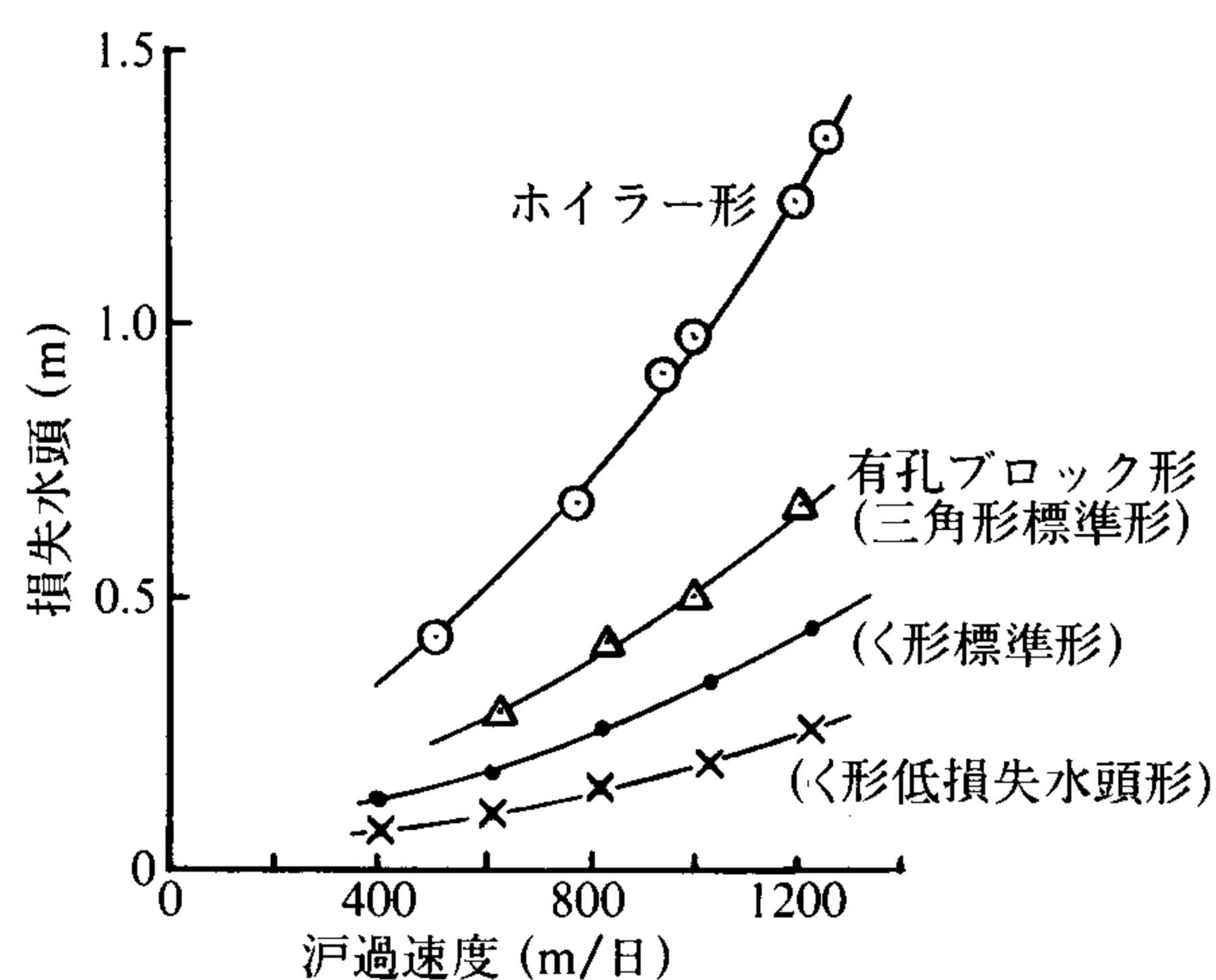


図-9 下部集水装置の損失水頭の実測例³⁾

の方向に S 軸をとり、地下水の流れの抵抗係数を ξ とし、

$$-\frac{dh}{ds} = \xi \frac{1}{d} \cdot \frac{v^2}{2g} \quad (10)$$

h : 損失水頭

d : 土砂の平均径

で表わすと、 Re 数と ξ との関係は図-10 のようになる⁴⁾。 Re が1~10以下の場合、層流となり、100を越えると乱流になることが実験的に確かめられている⁵⁾。一般には、 $Re < 4$ の場合に Darcy の法則が成り立つとされている⁴⁾。層流領域では、図-10 から、 Re と ξ との間には、

$$Re \cdot \xi = \text{Const} = 2/k'$$

の関係が成り立つ⁴⁾。したがって、損失水頭は(10)式から、

$$-\frac{dh}{ds} = \frac{1}{k'} \cdot \frac{\mu}{\rho g d^2} v \quad (11)$$

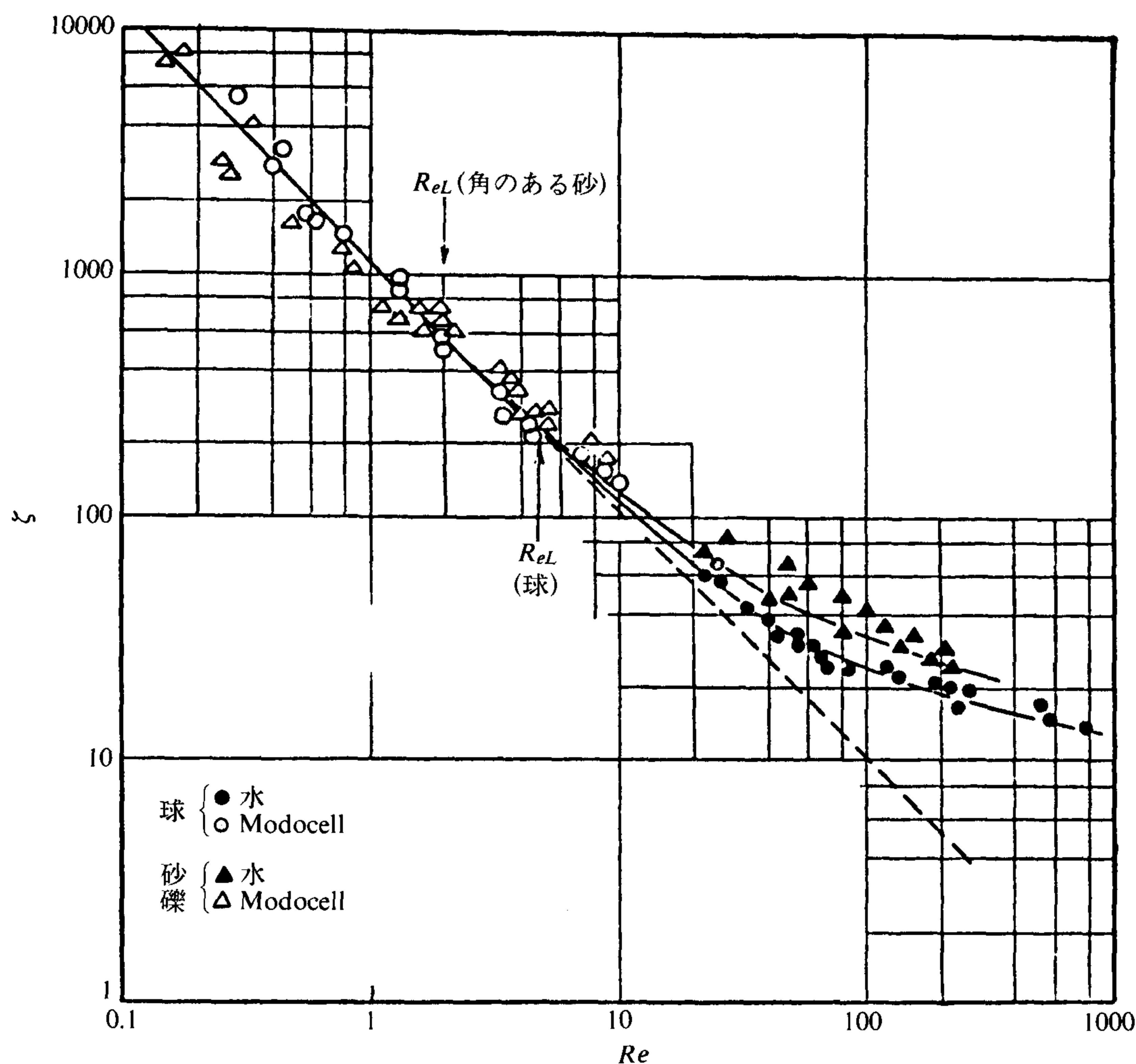


図-10 地下水流れの Re 数と ζ との関係⁴⁾ (Modocell はエチルオキシルエチルセルローズ)

となる。

本研究では、Kozeny が求めた次式で⁴⁾、汭層10 cm ほどの汭材の平均径 d を求めた。すなわち、

$$\frac{1}{d} = \sum \frac{\Delta}{d_{12}} \quad (12)$$

ここで、

$$d_{12} = \frac{1}{3} \left(\frac{1}{d_1} + \frac{1}{d_1 + d_2} + \frac{1}{d_2} \right) \quad (13)$$

Δ : ふるい目 d_1 と d_2 との間にある土砂量の全土砂量に対する比

汭層深度ごとの汭材の平均径を求め、図-2 に示した。平均径はアンスラサイト層で2.1~2.2 mm および珪砂層で0.6~0.85 mm の範囲である。汭過速度500 m/日で、アンスラサイト層の Re は12~13程度であるので、汭層内の流れは、かろうじて層流領域内にあると考えることができる。したがって、汭層の損失水頭と汭過速度との間には(11)式が成り立つ。すなわち、汭層の損失水頭は汭過速度の1乗に比例する。

汭過速度が変化したときの汭層の損失水頭は、本実験装置の場合について求めると図-11のようになる。この

例では、汭過速度が300 m/日から400 m/日に増加した場合の汭層の損失水頭の変化を示した。この場合、汭層の初期損失水頭は、実測値をもとにした次式

$$h_0 = 6.4 \times 10^{-4} V \quad (14)$$

h_0 : 汭層の初期損失水頭 (m)

で求めた。

汭層の損失水頭は汭過速度の変化量が100 m/日と同じでも、累積汭過水量が大きくなるにしたがって増大している。汭過速度を100 m/日ほど増加させた場合の汭層の損失水頭の変化量を図-12に示す。汭層の損失水頭の増加量は、累積汭過水量の増大とともに指数関数的に大きくなり、また、平均汭過速度が小さくなるにしたがって増大している。

(3) 全損失水頭

全損失水頭は(3)式に示すように、汭層の損失水頭と汭過水管渠等の損失水頭を合わせたものである。そこで、汭過水管渠等の損失水頭 H_p および汭層の損失水頭 h_b をもとに、全損失水頭を考察する。

図-13および図-14は、累積汭過水量が0 m³/m²および200 m³/m²の場合の損失水頭を示したものである。例

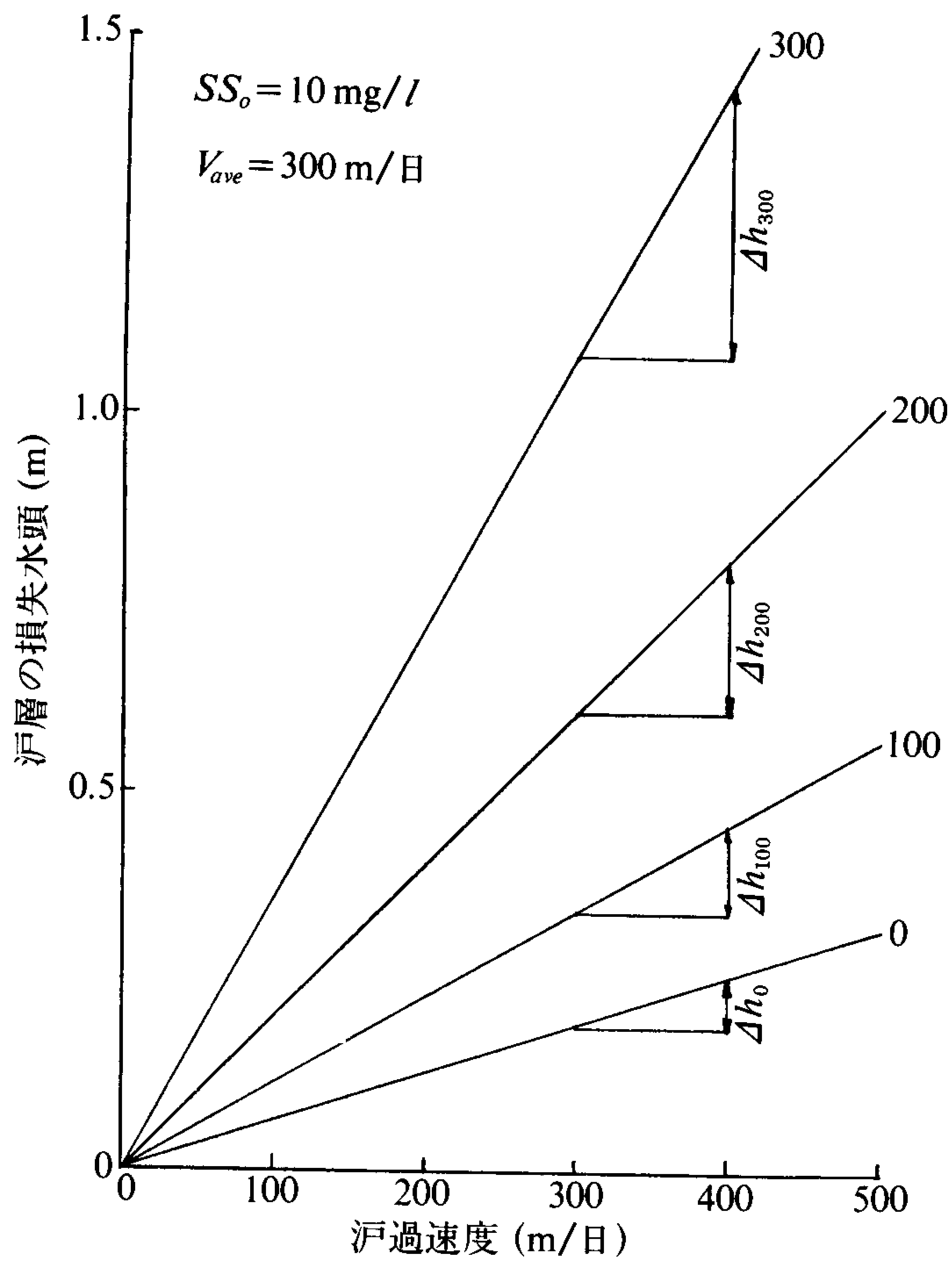


図-11 汙過速度と汙層の損失水頭
(図中の数字は累積汙過水量 m^3/m^2)

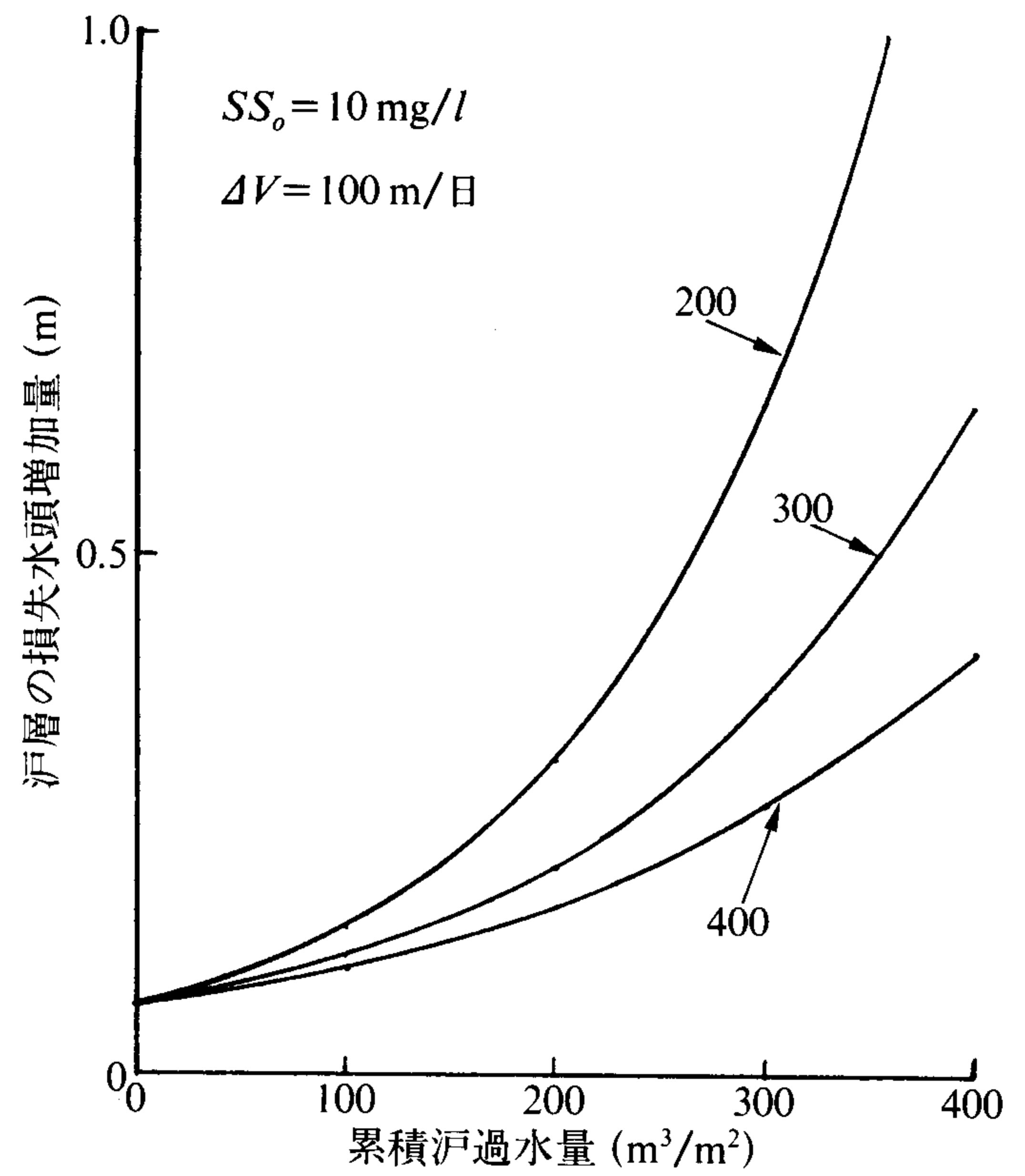


図-12 汙過速度が100 m/日増加したときの汙層の損失水頭増加量
(図中の数字は平均汙過速度 m/日)

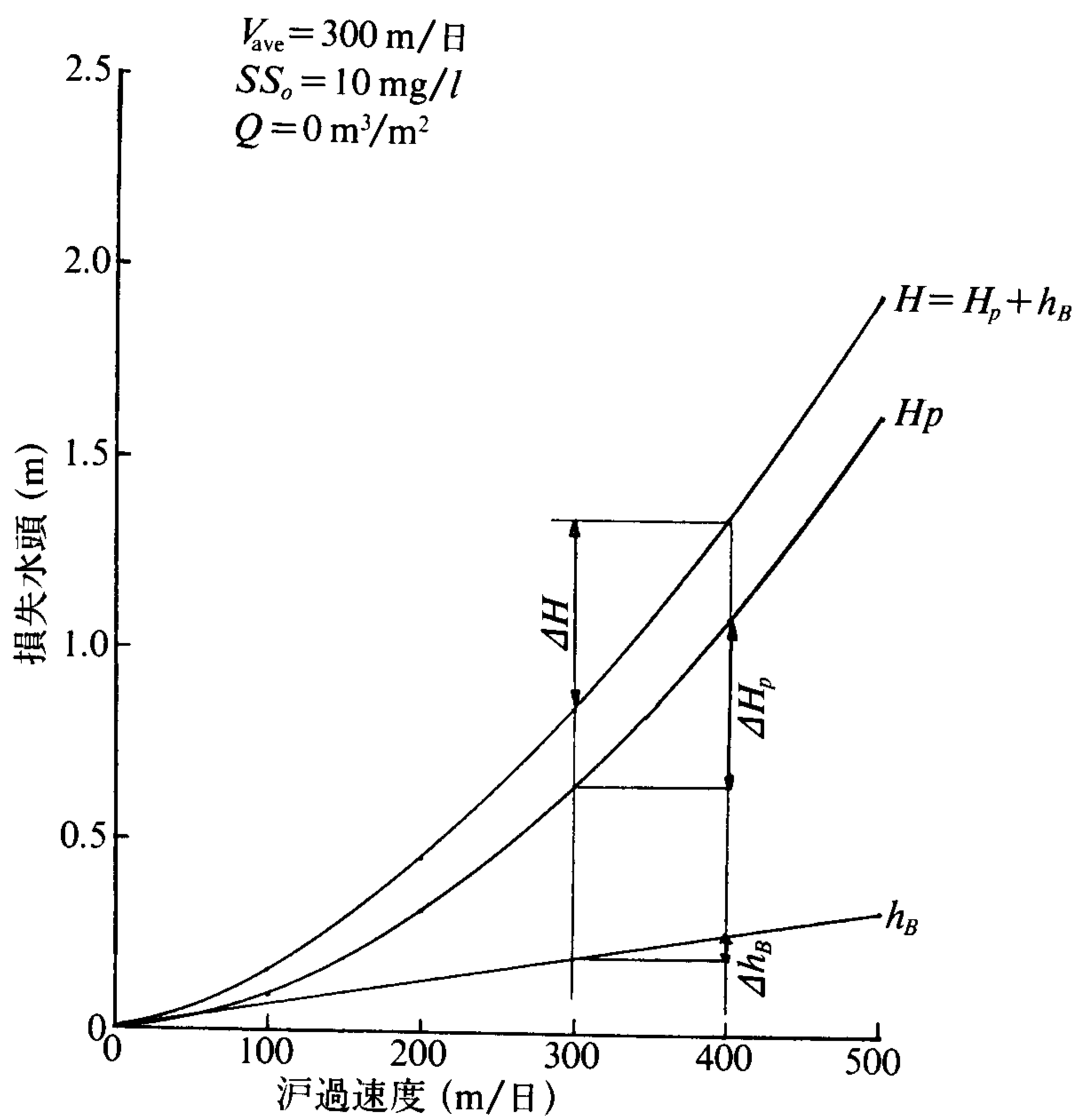


図-13 汙過速度と全損失水頭
(累積汙過水量 $0 \text{ m}^3/\text{m}^2$)

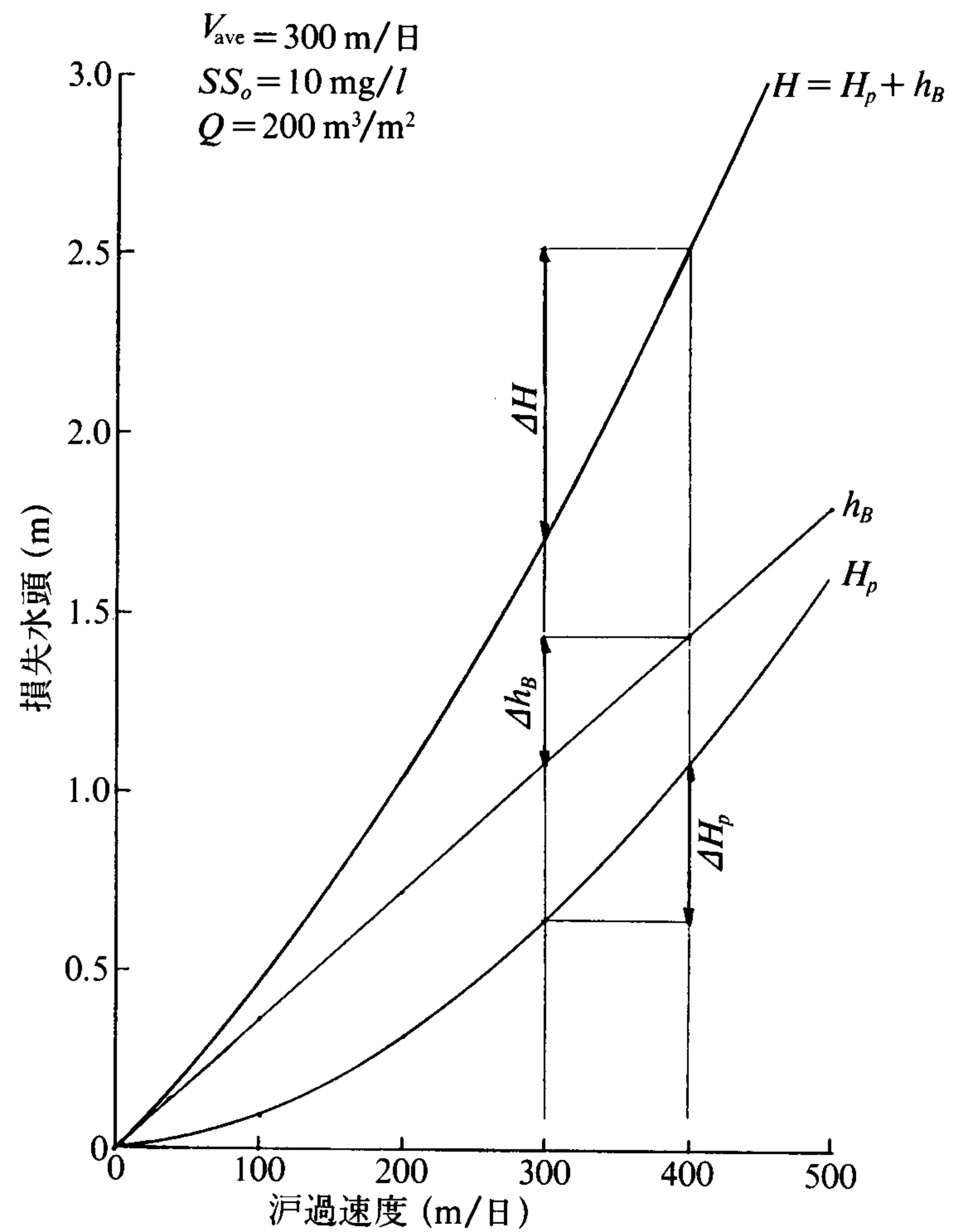


図-14 汙過速度と全損失水頭
(累積汙過水量 $200 \text{ m}^3/\text{m}^2$)

表-4 累積汙過水量と汙過速度が100 m/日増えた場合の全損失水頭の変化

Q (m^3/m^2)	V (m/日)	h_B (m)	Δh_B (m)	H_p (m)	ΔH_p (m)	H (m)	ΔH (m)
0	300	0.19	0.07	0.65	0.44	0.84	0.51
	400	0.26		1.09		1.35	
200	300	1.08	0.36	0.65	0.44	1.73	0.80
	400	1.44		1.09		2.53	

$$H = h_B + H_p, \Delta H = \Delta h_B + \Delta H_p$$

例えば、この図に示したように、汙過速度を300 m/日から400 m/日に増加させた場合の損失水頭の増加は表-4のようになる。汙過速度が300 m/日から400 m/日に変化した場合、累積汙過水量が0 m^3/m^2 の時よりも200 m^3

/ m^2 の場合の方が全損失水頭の増加量が多い。これは、表-4に示したように、汙層の損失水頭が増大したためである。

以上のように、変動汙過の場合の全損失水頭の変化量は、累積汙過水量の影響を大きく受ける。

4. 汙過水管渠等の損失水頭と累積汙過水量

4.1 はじめに

定量汙過の場合、汙過水管渠等の損失水頭 H_p が累積汙過水量に大きく影響することを前報¹⁾で示した。変動汙過の場合も汙過水管渠等の損失水頭が累積汙過水量に影響することが考えられるため、これについての検討結果を以下に示す。

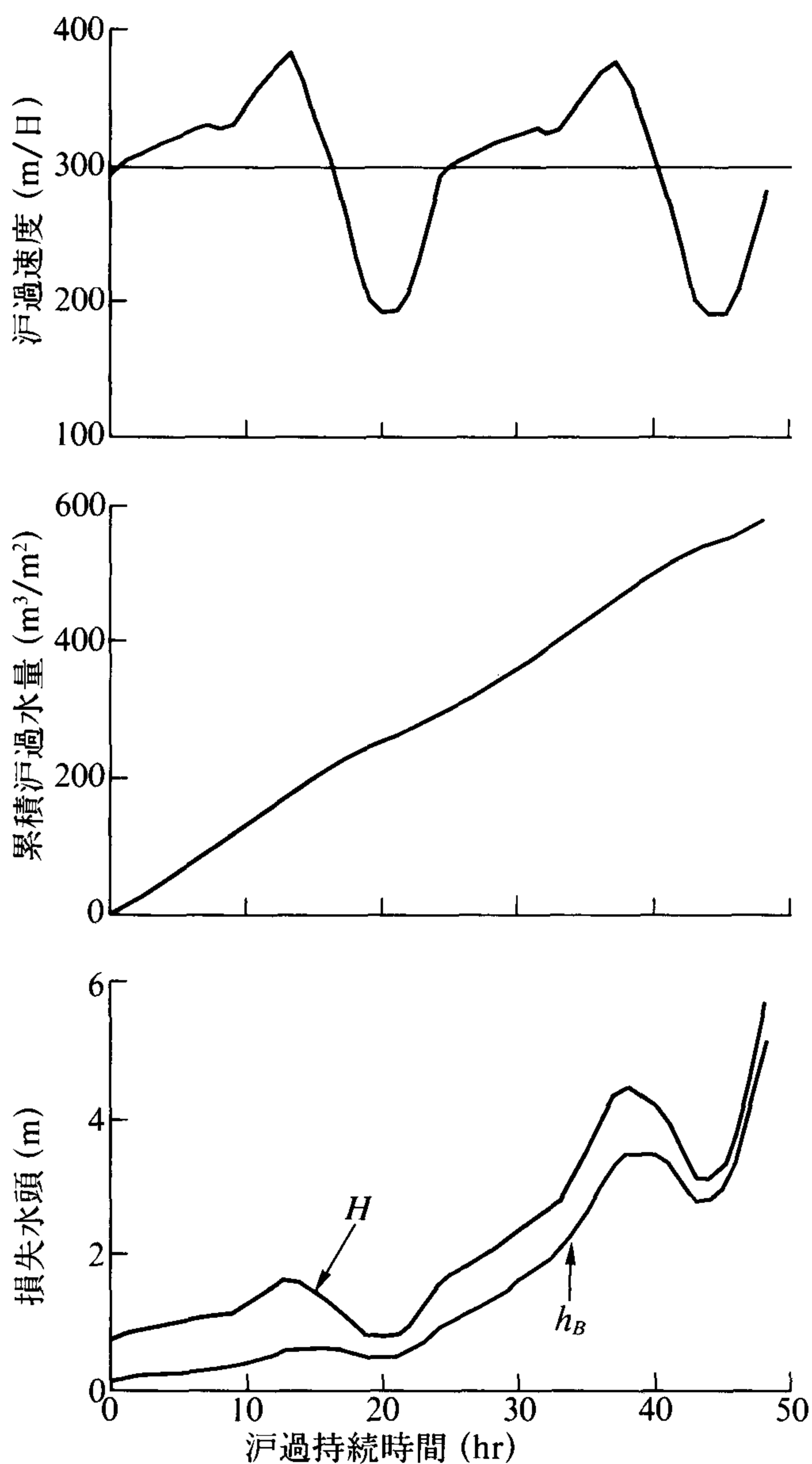


図-15 汙過持続時間と損失水頭との関係
(変動-I, $V_{ave}=300$ m/日, $SS_0=10$ mg/l, $k=1$)

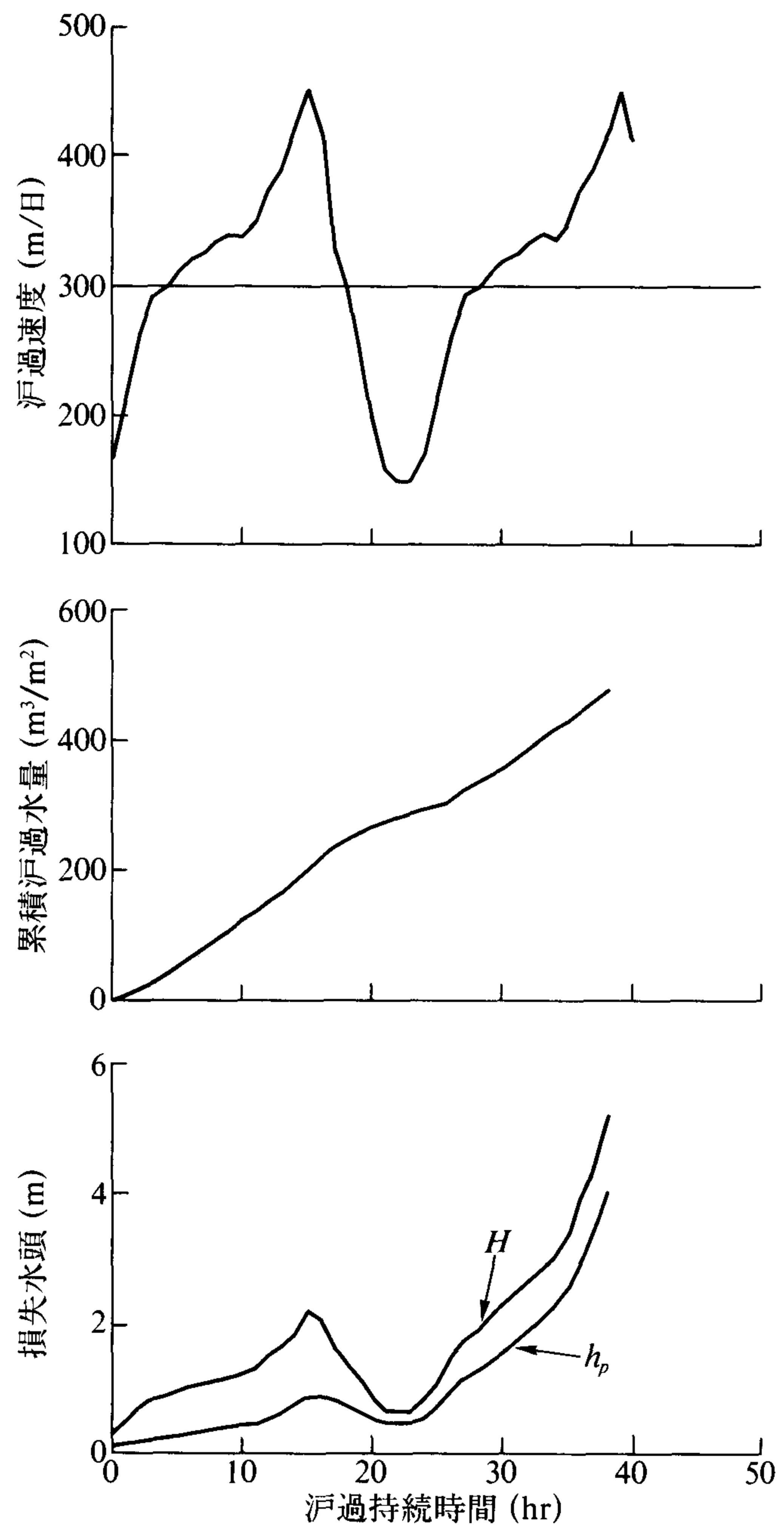


図-16 汙過持続時間と損失水頭との関係
(変動-II, $V_{ave}=300$ m/日, $SS_0=10$ mg/l, $k=1$)

4.2 汙過開始時刻と累積汙過水量

図-15および図-16は、前述の関係式を用いて計算した変動-IおよびIIの場合の汙過持続時間と損失水頭との関係を示したものである。ただし、この場合の全損失水頭は、本実験装置における汙過水管渠等の損失水頭の実測値、すなわち、

$$H_p = 2.54 \times 10^{-3} V^{1.78} \times k \quad (15)$$

H_p ：汙過水管渠等の損失水頭 (m)

k ：汙過水管渠等の損失水頭の倍数(この場合、 $k=1$ となる)

を用いて計算している。

これらの図から、全損失水頭は汙過速度の最も大きい時期にピークを示した後、次等に低下し、次の汙過速度の増加期に増大している。したがって、汙過終了時の全損失水頭(以下、設定全損失水頭 H_s という)が設定されている場合には、全損失水頭が1つ目の汙過速度のピーク時に設定全損失水頭に達しなければ、次の汙過速度の増加期まで汙過が継続することになる。計算に用いた汙過速度は、図-3のように変化させているため、累積汙過水量は汙過開始時刻の影響を受けることが考えられる。

図-17および図-18は、それぞれ変動-IおよびIIの場合の汙過開始時刻と累積汙過水量を示したものである。ただし、原水SSは10 mg/l、汙過水管渠等の損失水頭は(15)式で $k=1$ 、および設定全損失水頭 H_s は3 mとして

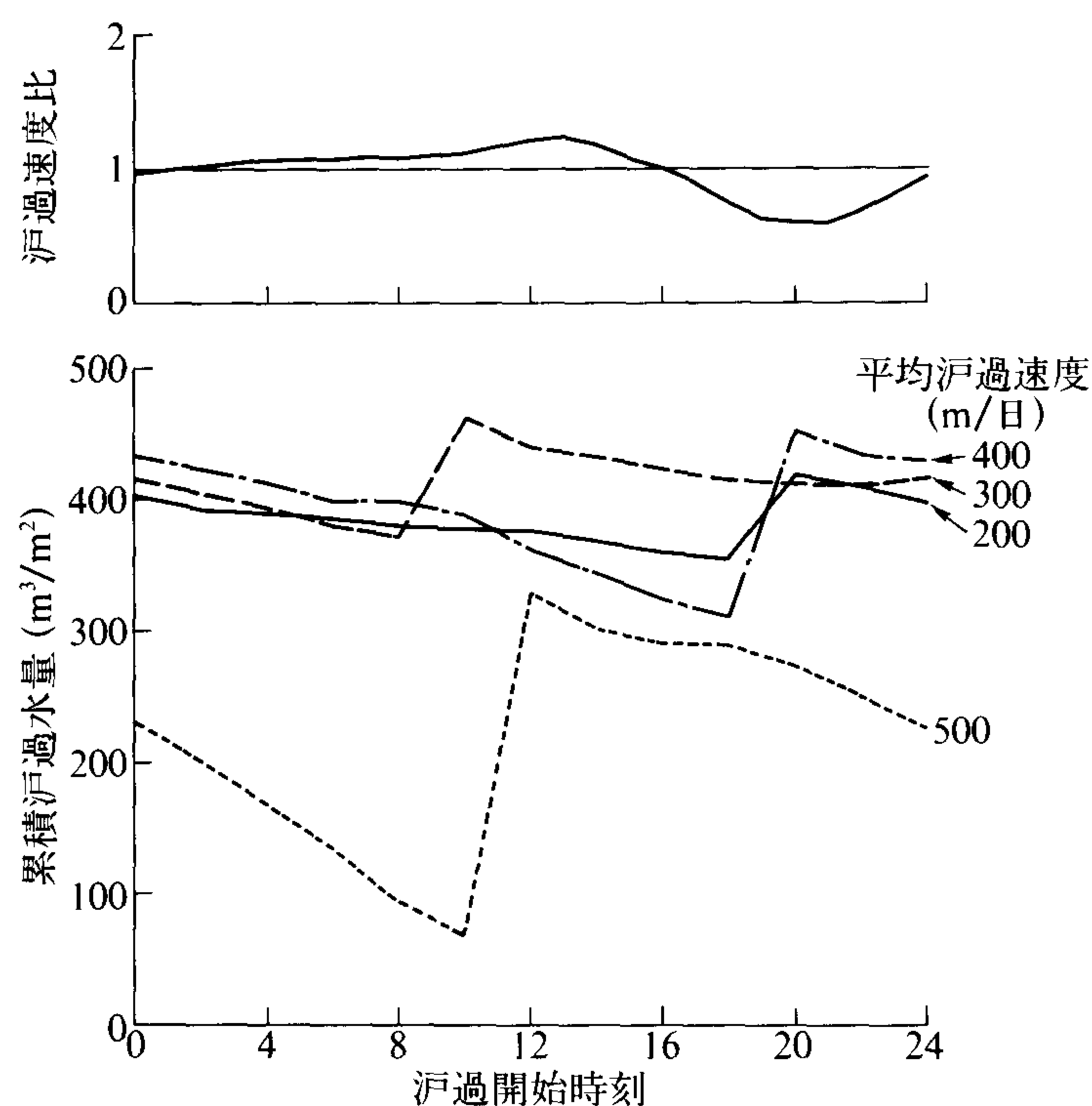


図-17 汙過開始時刻と累積汙過水量
(変動-I, $SS_0=10 \text{ mg/l}$, $k=1$, $H_s=3 \text{ m}$)

いる。これらの図から、汙過開始時刻によって設定全損失水頭に達するまでの累積汙過水量が大きく変化していることがわかる。

ここで、汙過池の洗浄時期を工学的に考慮すると、汙過速度(汙過水量)の最も小さい時刻が最も適している。また、変動-IおよびIIの場合とも、汙過速度(汙過速度比)の最も小さい時期に汙過を開始すると、累積汙過水量が比較的大きい。

以上のことから、変動汙過の場合の汙過開始時刻は、汙過速度(汙過水量)の最も小さい時刻が適している。

4.3 汙過水管渠等の損失水頭と累積汙過水量

前節の検討結果から、汙過開始時刻を汙過速度の最も小さい時刻とすることにより、大きな累積汙過水量を得ることができることが分った。このため、汙過開始時刻を変動-IおよびIIの場合で、それぞれ、20時および22時とし、汙過水管渠等の損失水頭が累積汙過水量に及ぼす影響について検討を加えた。

汙過水管渠等の損失水量は定量汙過の場合¹⁾と同様に(15)式の k を変化させている。その結果を図-19に示す。 k が大きくなるにしたがって、すなわち、汙過水管渠等の損失水頭が大きくなるにしたがって、累積汙過水量が低下している。ここで、累積汙過水量が急激に低下している箇所がいくつか見られるが、これは、汙過水管渠等

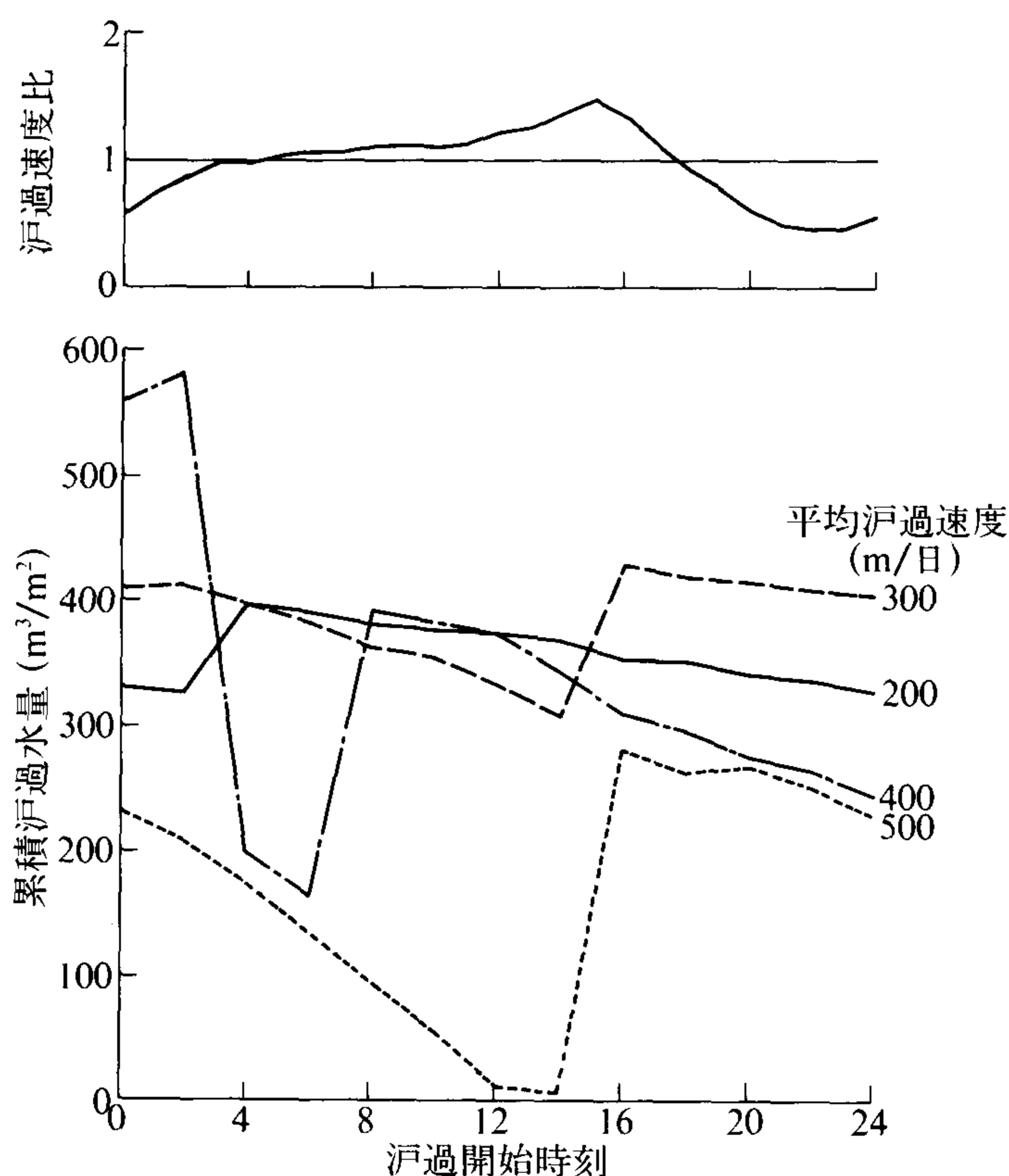


図-18 汙過開始時刻と累積汙過水量
(変動-II, $SS_0=10 \text{ mg/l}$, $k=1$, $H_s=3 \text{ m}$)

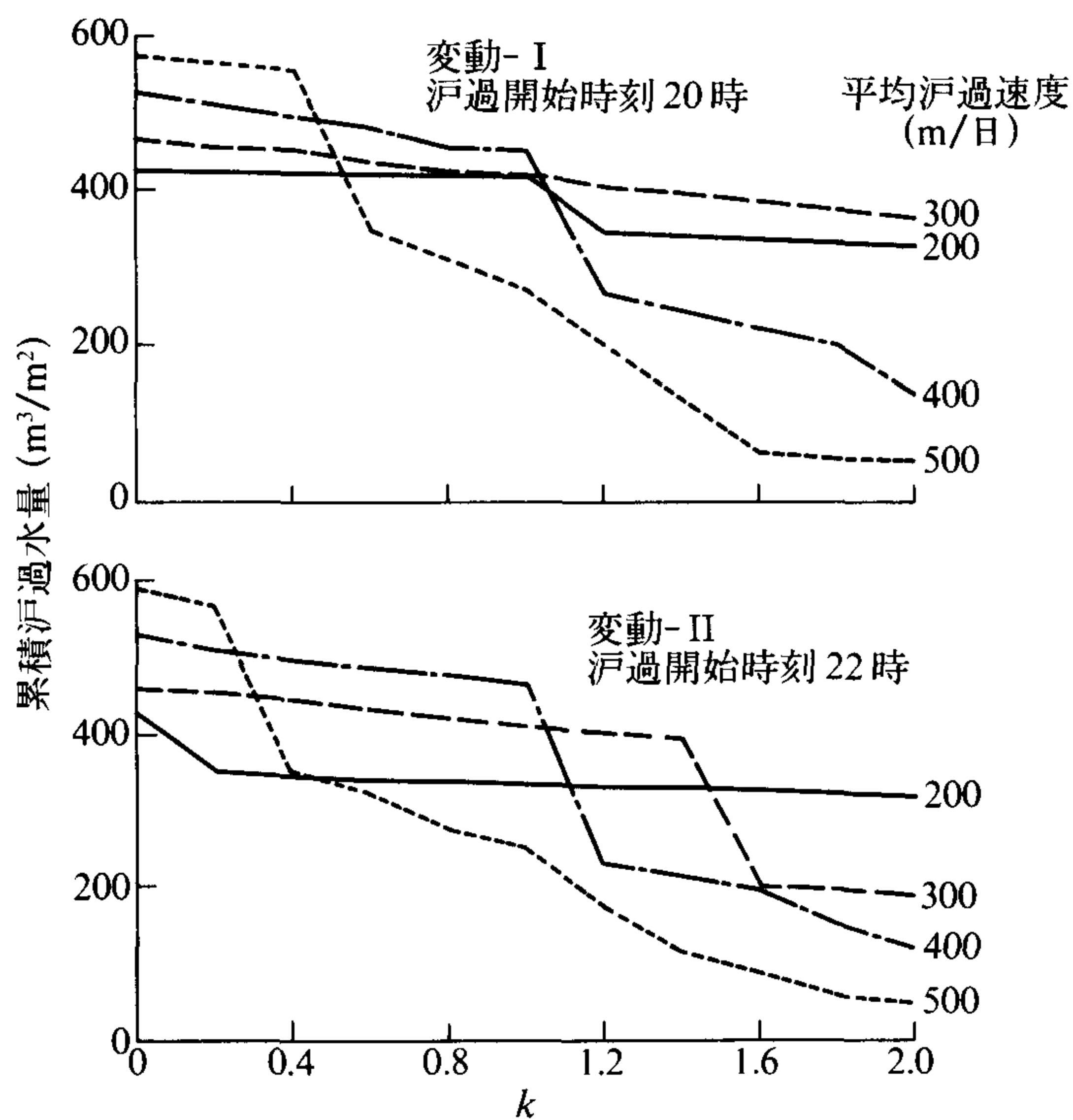


図-19 汙過水管渠等の損失水頭と累積汙過水量
($SS_0=10 \text{ mg/l}$, $H_s=3 \text{ m}$)

の損失水頭が小さい場合には、汙過速度のピーク時でも、全損失水頭が設定値に達せずに、次の汙過速度のピーク時まで汙過が継続したのに対して、汙過水管渠等の損失水頭が大きい場合には、汙過速度の1回目のピーク時に全損失水頭が設定値に達し、汙過が停止したためである。

以上のことから、汙過水管渠等の損失水頭はできるだけ小さい方が良く、特に、平均汙過速度が大きい場合には、汙過水管渠等の損失水頭の累積汙過水量に与える影響が大きくなる。

5. 結 論

下水二次処理水の急速汙過を目的とした汙過池の汙過特性について、実際結果をもとにモデルを作り検討を加えた結果をまとめると次のようになる。

- (1) 変動汙過の場合も、浮遊物の捕捉にともなう汙層の損失水頭は、(6)式で平均汙過速度に換算することにより、定量汙過の場合の関係に一致する。
- (2) 汙層の損失水頭は、累積汙過水量が大きくなるにしたがって、汙過速度の影響を大きく受ける。
- (3) 全損失水頭が設定全損失水頭に達するまでの累積汙過水量は、汙過水管渠等の損失水頭が大きくなるにしたがって減少する。特に、平均汙過速度が大きい場合、汙過水管渠等の損失水頭が増大すると、累積汙過水量が極端に小さくなる。

参 考 文 献

- 1) 金成英夫, 山田慎吾: 下水2次処理水の急速汙過の最適汙過速度に関する研究, 国士館大学工学部紀要, 第21号, pp. 62~74, 1988.
- 2) 藤田賢二: 急速汙過における流量調節方法の理論的解析, 水道協会雑誌, pp. 29~45, No. 423, 1969.
- 3) 三次処理技術開発協力会議編: 下水二次処理水の急速汙過設計マニュアル, 日本下水道協会, pp. 43~49, 1982.
- 4) 本間 仁, 安芸皎一: 物部水理学, 岩波, pp. 528~534, 1966.
- 5) 山本莊毅: 地下水調査法, 古今書院, pp. 18~23, 1983.